

Ⅲ-A 368 クラックを有する岩石の応力・変位挙動に関する研究

名古屋工業大学 学 長谷川 秀也・渡辺 充英

正 長谷部 宣男

中部電力

正 上田 稔・佐藤 正俊

1 まえがき

硬質岩盤を構成している岩石の応力・変位曲線は一般的に線形弾性挙動を示す。しかし、平板載荷試験による岩盤の応力・変位曲線は、図1のように非線形である。本研究ではこの原因を、①岩盤内における初期クラックの存在、②その初期クラックから発生する屈折クラックの進展、③クラック接触面に働く法線方向応力と接線方向応力、3点によるものとする。ここでは、図2に示すようなクラックを有するモデル岩盤の実験結果の応力・変位曲線をもとに③について考察する。

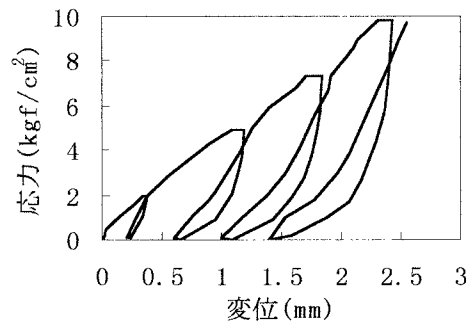


図1 平板載荷試験結果の荷重変位曲線

2 載荷時における法線方向応力と接線方向応力の導入

本研究は、図2に示すモデル岩盤供試体の圧縮試験により得られた図4～7の応力・変位曲線の実験結果をもとに考察した。解析上計算の簡略化のため、図3のように無限盤中に存在する屈折クラックについて、クラックの接触面に働く法線方向応力と接線方向応力、及び一様応力 p , q を考える。図3において、クラックの長さを $2a$ とし、本解析においては、法線方向応力を以下に述べるように仮定する。

1) 法線方向応力

法線方向応力 fn を次式のように与える。

$$fn = cp^m \cos^2 \theta \quad (1)$$

ここで c , m は岩盤内のクラック接触面の状態、材種によって決まる値である。 $\cos^2 \theta$ は、クラック面の傾きを考慮したものである。解析上、図3に示すように接触面の応力を集中力として1点に $2afn$ で与える。[1][2]

2) 接線方向応力

岩石の摩擦試験に関する実験結果から低い垂直圧 [$\tau < 200\text{Mpa}$] においては

$$\tau = 0.85\sigma \quad (2)$$

の直線で示されることが分かっている。(バイアリーの法則) [3]

よって、接線方向応力を次式のように表す ft を次式のように表す。

$$ft = 0.85fn \sin^2 \theta \quad (3)$$

$\sin^2 \theta$ はクラックの傾きを考慮したものである。法線方向応力と同様に集中力として $2aft$ で与える。これらを使うと変位 h_y は

$$h_y = \frac{\kappa + 1}{2G} \{ 2a(fn + ft)\phi_1 + p\phi_2 \} \quad (4)$$

の形で表される。ここで G はせん断弾性係数 ϕ_1 , ϕ_2 は解析の形状(写像関数)

によって求まる値 $\kappa = \frac{3-\nu}{1+\nu}$ (平面ひずみ状態 ν : ポアソン比) である。

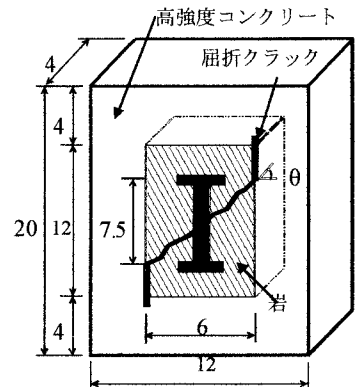


図2 屈折クラックを有するモデル岩盤供試体 (単位: cm)

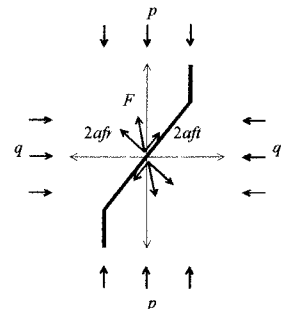


図3 荷重を受けるクラック

キーワード: 応力変位曲線, モデル岩盤供試体, 摩擦

〒 466-0061 愛知県名古屋市昭和区御器所町 TEL 052-753-5482 FAX 052-753-5482

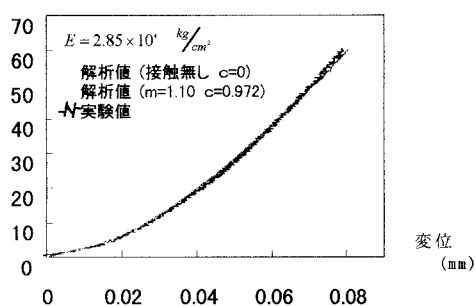
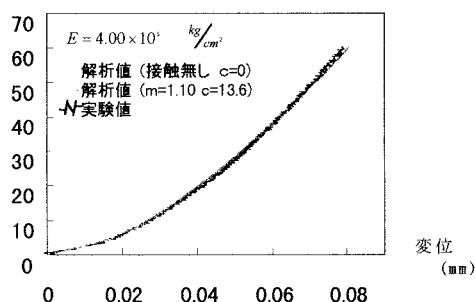
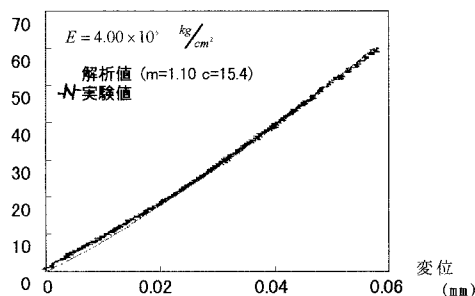
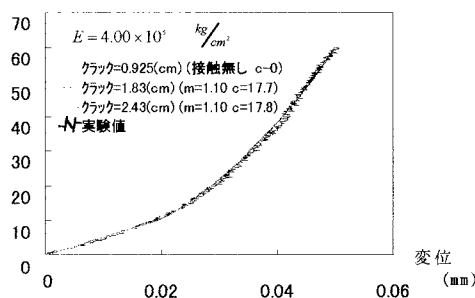
3 モデル岩盤の解析

図2のモデル岩盤供試体を使って得た図4～7の応力・変位曲線に適する式(1)の c と m の値を図3をモデルにして求めた。実験は同種の岩盤を用いているので m を材料定数と仮定し一定値を用い、実験結果と比較して解析を進めた。図4, 5, 7の場合の低荷重付近においては直線部分が存在することから、載荷重によって場合分けした。これはクラック面間に間隔(すきま)があり法線方向応力と接線方向応力が働いていないため線形弾性挙動を示すと考え、式(4)の ϕ_1 の項を0として解析をした。このとき式(4)は直線になり傾き $\frac{\kappa+1}{2G}\phi_2$ を変化させることにより低荷重付近の実験値と合わせることができると、始めに側圧 $q=0$ の場合、図4を行った。結果、実験値と解析値を比べると一致はしたが弾性係数が $E=2.85 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となり、モデル岩盤供試体を覆っている高強度コンクリートの弾性係数 $E=4.00 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ より小さなものとなった。そこで、図5～7では、側圧 $q=-35.0p$ を用いて解析を行なった。これは、実験モデルは、有限幅であるのに対し解析モデルでは、無限領域にしているため変形しにくくなったと考えられるためである。弾性係数 E も m の場合と同様の理由によりすべて $E=4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ で解析した。また、 $\theta=50^\circ$ の屈折クラック無しの実験だが、実験中に屈折クラックが進展するとした。以上を考慮して得た解析結果と実験結果の比較を図4～7に示す。 m は全て共通($m=1.10$)で、また、 $\theta=50^\circ$ では c が屈折クラックの長さに関係なくほぼ一定の値($c=17.7 \sim 17.8$)をとった。

4 結論

m や $\frac{\kappa+1}{2G}$ の値を一定とし、実験結果とクラック解析結果が一致したということは、初期の存在、クラック面間の間隔の存在、法線方向応力、接線方向応力、屈折クラックの進展等の仮定が正しいことを示していると言える。応力・変位曲線は非線型性を式(1)から生じ、式(3)のクーロンの摩擦は摩擦係数 $\mu=0.85$ として成り立つようである。また式(1)(3)中のクラック面の傾き θ のあり方も応力・変位曲線に関係するようである。

参考文献 [1] 長谷部宣男・佐藤研史等「屈折クラックを有する岩盤の応力変形特性」土木学会第52回年次学術講演会 pp554-555 [2] 長谷部宣男・佐藤研史等「屈折クラックを有する硬質岩盤の応力・変形特性に関する研究」土木学会第52回年次学術講演会 pp580-581 [3] 日本材料学会「岩の力学基礎から応用まで」丸善株式会社 1993

応力 (kg/cm^2)図4 屈折クラック有り $\theta=40^\circ$, $q=0$ 応力 (kg/cm^2)図5 屈折クラック有り $\theta=40^\circ$, $q=-35.0p$ 応力 (kg/cm^2)図6 屈折クラック有り $\theta=55^\circ$, $q=-35.0p$ 応力 (kg/cm^2)図7 初期屈折クラック無し $\theta=50^\circ$, $q=-35.0p$